

PATOLOGÍAS ESTRUCTURALES EN UN TEMPLO DE MAMPOSTERÍA

Balbastro, G. (1); Rossler, G. (2)

(1) Profesor Titular, UTN – 0342 154322877 – gbalbastro@yahoo.com

(2) Socio Gerente, CONIAR – Urquiza 1515, Santa Fe – 0342 4582173 – g.rossler@yahoo.com.ar

RESUMEN

El edificio de la Parroquia Nuestra Señora del Carmen, ubicado en Irigoyen, Provincia de Santa Fe, es una construcción centenaria que se destaca en el horizonte desde varios kilómetros, por su elevado campanario cuya silueta se recorta en la llanura. Desde algunos años después de terminada la construcción se pusieron en evidencia fisuras que progresivamente iban aumentando en cantidad y tamaño, lo que motivó la preocupación sobre su estabilidad. Recientemente, a fin de orientar trabajos de reparación y restauración, se encomendó un estudio computacional para interpretar las causas que provocaron las patologías observadas.

En este trabajo se describe el estudio computacional realizado y los resultados alcanzados, que reprodujeron con buena aproximación el comportamiento estructural del edificio y permitieron interpretar las causas que motivaron las patologías.

INTRODUCCIÓN

El templo de la Parroquia Nuestra Señora del Carmen, ubicado en la localidad santafesina de Irigoyen fue construido a partir de 1896. Hacia 1900 comenzaron a celebrarse misas y fue inaugurado formalmente en 1906. La torre del campanario, que por su altura resulta el rasgo más característico de la construcción y de todo el pueblo, quedó construida hasta la altura del ábside, completándose hasta su altura actual de casi 38 m en 1919 (Ilustración 1). En los años siguientes se le agregaron el reloj, con caras visibles desde los cuatro puntos cardinales, y dos campanas fabricadas en Alemania.

En el aspecto formal, el templo tiene una configuración basilical, con una nave principal de mayor importancia y dos naves laterales. La nave principal culmina con un ábside semicircular, ubicándose a los lados del presbiterio la sacristía y la contra sacristía, que sirve de antesala del campanario. El espacio de las naves está definido por columnatas de sección octogonal y pilastras que armonizan con éstas, moduladas para formar paños de planta casi cuadrada en las naves laterales y rectángulos de relación de lados 1,5:1, aproximadamente, en la nave principal. Estas relaciones se invierten en la elevación, siendo la altura de las columnas y pilastras tal que forma claros casi cuadrados en la nave principal y rectángulos de la misma relación en las naves laterales.



Ilustración 1: La torre del campanario, rasgo urbano característico.



Ilustración 2: Fachada.



Ilustración 3: Vista desde el noroeste.

El espacio superior está limitado por arcos de medio punto que sostienen cúpulas que cierran el volumen interior. En la fachada se reconocen elementos clásicos y neo-renacentistas (Ilustración 2). La fuerte simetría del conjunto es sólo rota por la imponente presencia de la torre del campanario, ubicada junto al ábside, del lado izquierdo (Ilustración 3). En la Ilustración 4 se muestra la planimetría general del edificio.

En el aspecto material, se trata de una construcción casi íntegramente de mampostería, desde los cimientos, los muros, las columnas, pilastras, arcos y cúpulas. Solamente la cubierta, de chapas sinusoidales de acero galvanizado sobre tirantería de madera, resulta de factura distinta, aunque por la altura de los muros, la presencia del tímpano en la fachada y las pendientes de la cubierta, esta por lo general no resulta visible. Exteriormente, la parte superior de la torre, el muro sur y la fachada se encuentran revocados. El muro norte sólo en la parte inferior. Dada su significación para la historia del pueblo, fue declarada "Patrimonio histórico y cultural" por Ordenanza 19/99.

El edificio presenta un notorio esquema de fisuras que se han ido desarrollando a lo largo del tiempo. Según relatan los pobladores las primeras de estas fisuras se pudieron apreciar a poco de terminada la construcción de la nave, antes de haberse concluido la torre del campanario. Existen registros de tempranas reparaciones realizadas por este motivo. Luego de construida la torre el problema de las fisuras continuó e inclusive se acentuó. En distintos momentos a lo largo de la vida del templo se realizaron reparaciones tendientes a solucionar estos problemas, sin resultado positivo. Durante las tramitaciones tendientes a obtener recursos para efectuar una intervención que resolviera de manera duradera las patologías observadas en el edificio, surgió la necesidad de realizar un estudio estructural que ayudara

a interpretar los mecanismos que llevaron a la construcción a su estado actual, para de esta manera poder validar o modificar la propuesta de intervención a realizar.

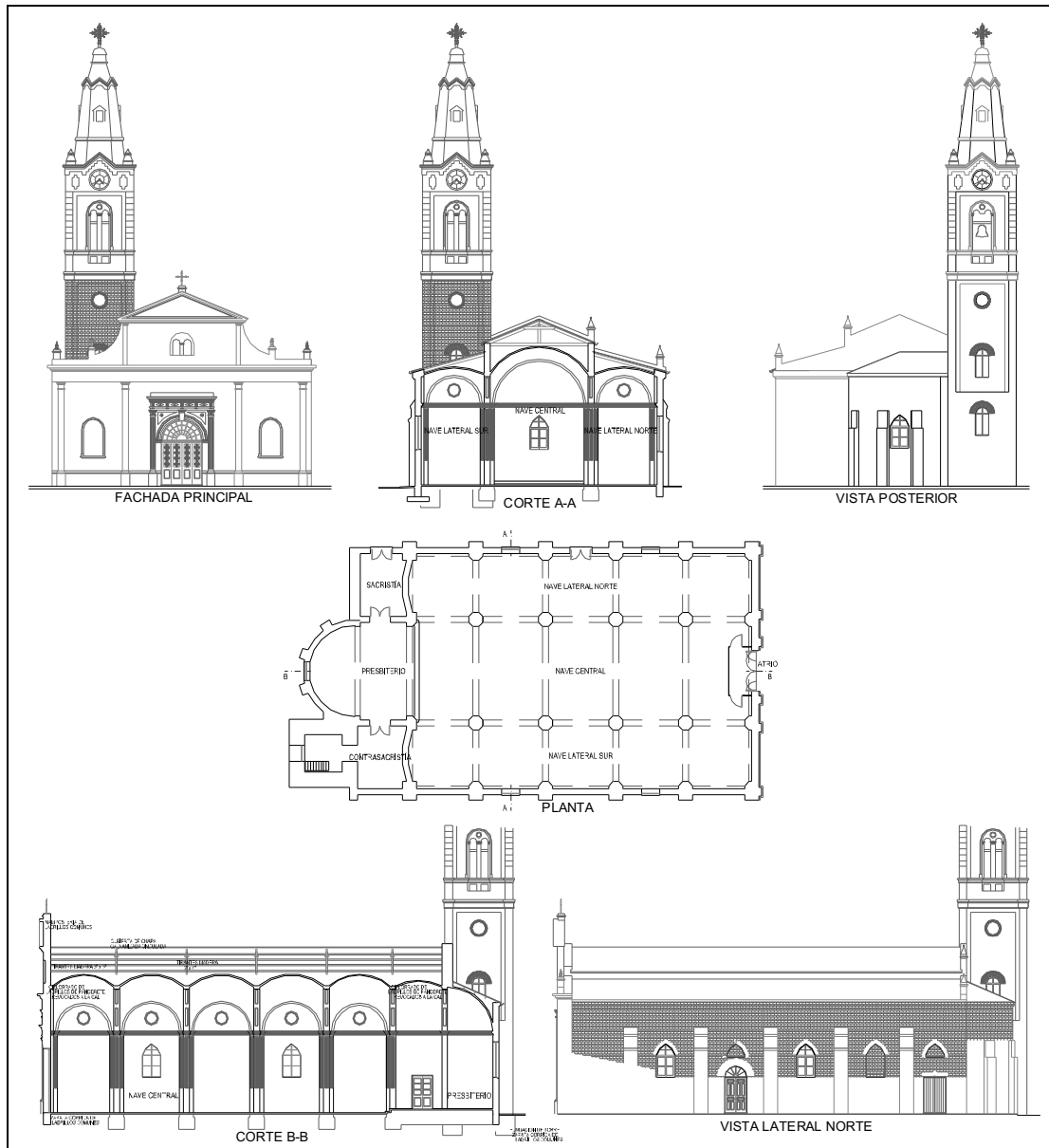


Ilustración 4: Planimetría general de la Iglesia Nuestra Señora del Carmen.

PATOLOGÍAS ESTRUCTURALES OBSERVADAS

Las patologías estructurales observadas se pueden resumir en agrietamientos generalizados en cúpulas y arcos, agrietamientos localizados en muros, inclinación de muros, inclinación de la torre del campanario y asentamientos diferenciales. Estas patologías habían sido minuciosamente documentadas por distintos profesionales, que

habían registrado la posición y recorrido de las fisuras, los asentamientos de los pisos, medido la inclinación de los muros y de la torre, esta última con gran precisión mediante estación total. En las ilustraciones siguientes se pueden ver algunas de éstas.



Ilustración 5: Fisuras en arcos y cúpulas, con reparaciones anteriores.



Ilustración 6: Detalle de fisuras reparadas y nuevas.

OBJETIVO DEL ESTUDIO

El estudio realizado tuvo por objetivo corroborar o rechazar algunas de las hipótesis que se manejaban acerca de las causas de las patologías estructurales observadas y en todo caso, interpretar el comportamiento estructural de la construcción. Las hipótesis que se manejaban sobre las causas de las fisuras observadas se pueden resumir en:

Dimensiones de cimientos insuficientes: Los cimientos de los muros poseen 50 cm de ancho, con un ensanche en coincidencia con las pilastras. La torre del campanario a su vez tiene cimientos de 1,50 m de ancho. Las tensiones que surgían de las estimaciones preliminares (0,21 MPa en promedio para los muros laterales y 0,4 MPa en la torre, siendo las tensiones admisibles de 0,08 MPa y 0,09 MPa respectivamente, según estudio de suelos) parecían ser excesivas para el uso habitual en la zona, lo que inducía a pensar en que esta podía ser la causa de los asentamientos y de estos se producirían las restantes manifestaciones patológicas.

Pérdida de capacidad portante del suelo por entrada de agua de lluvia: El edificio no tenía una vereda perimetral que alejara el agua de lluvia de la zona de cimientos, por lo que la lámina de agua que desciende por los muros durante las precipitaciones se depositaba directamente al pie de estos. Algunas ondulaciones del suelo podrían además contribuir a acumulaciones localizadas que favorecieran la infiltración.



Ilustración 7: Fisura en muro sur sobre la ventana.

DESARROLLO DEL ESTUDIO

Dado que las hipótesis se orientaban a problemas relacionados con el suelo, a fin de dar respuesta a los interrogantes planteados se generó un modelo computacional del edificio, para ser analizado mediante el método de elementos finitos. Este modelo representa los componentes principales de la construcción, teniendo como objetivo la determinación de los asentamientos que se producen al variar las propiedades mecánicas del suelo. Para ver el efecto de las intervenciones, se simuló también el comportamiento de la estructura al realizar estas.

Hipótesis y datos generales

Los materiales que intervienen en el problema son básicamente dos, el suelo de fundación y la mampostería de la construcción. Al no disponer de ensayos de los materiales de la construcción que permitan establecer sus propiedades mecánicas, se estimaron dichas propiedades tomando como base referencias de la literatura. Se asumió linealidad geométrica y mecánica (pequeñas deformaciones, ley de Hooke). Teniendo en cuenta la gran masa de la construcción sólo se consideraron las cargas gravitatorias debidas a peso propio, sin tener en cuenta acciones de viento o térmicas. Tampoco se consideraron acciones dinámicas, ya que la construcción se encuentra en una zona sísmica 0 (peligrosidad sísmica muy reducida) (INTI, 1991). Es importante señalar que todas las deformaciones simuladas son instantáneas, no se representaron los fenómenos reológicos de la mampostería de la construcción ni del suelo de fundación, por lo cual procesos tales como la consolidación o la fluencia lenta, que ciertamente existen y ejercen sus efectos sobre la construcción real, no son modelados en este trabajo.

Propiedades del suelo: Se dispuso de los resultados de tres ensayos realizados en distintas oportunidades, los cuales se compilaron y sintetizaron a fin de obtener una aproximación a las propiedades mecánicas del suelo, que en los estratos relevantes es básicamente una arcilla de mediana plasticidad (CL), de consistencia blanda en los estratos más superficiales, con un contenido de humedad importante, cercano al límite líquido. Correlacionando los valores de cohesión y número de golpes SPT de los distintos estudios se obtuvo un valor medio del módulo de elasticidad del suelo $E_s \approx 10$ MPa el cual se usó para estimar el coeficiente de balasto o módulo de reacción de la sub-rasante K_v con la fórmula de Vèsic para los distintos elementos de cimentación, entre los cuales se pueden identificar algunos sectores de fundaciones puntuales (bajo las columnas y contrafuertes), otros de fundaciones lineales o continuas (bajo los muros) y otros de características mixtas (la torre del campanario). Estas disímiles características hacen que el coeficiente de balasto calculado sea distinto para cada uno de ellos, aún cuando el módulo de elasticidad del suelo fuera uniforme en toda el área. Este valor medio del módulo de elasticidad del suelo no es en sí mismo muy relevante, dadas las incertidumbres propias de las características de los suelos, sino que sirve de base para una valoración paramétrica (ACI, 1993), a partir de lo cual se hicieron pruebas con la mitad del valor calculado y el quintuplo del mismo, para verificar la sensibilidad de la solución. Una observación que puede formularse es que al usar inversamente las correlaciones con los valores de E_s dados por uno de los estudios de suelos, las mismas corresponden a las que se tienen con arcillas normalmente consolidadas, las cuales son conocidas por presentar características de deformación bastante indeseables.

Propiedades de la mampostería: Al no disponer de resultados de ensayos no se contó con las propiedades mecánicas de la misma, es decir la resistencia a compresión de la mampostería f_m y los módulos de Young E_m y de Poisson m . Distintos autores proponen valores para estos parámetros, en general relacionándolos con f'_m . Dadas las particularidades de la mampostería como material compuesto, cuyo comportamiento depende tanto de las características de las unidades o mampuestos como del mortero que los une, no es posible caracterizarla de manera sencilla, por lo que al cotejar distintas fuentes se encuentra una dispersión notoria. Por estos motivos se adoptaron a los efectos de este estudio dos tipos de mampostería supuestos, caracterizados por pares de valores para ambos parámetros, el primero de ellos, que llamaremos "Tipo I", con $E_m = 1000$ MPa, $m = 0,4$; el segundo al cual llamaremos "Tipo II", con $E_m = 500$ MPa, $m = 0,15$. A estos valores se llegó suponiendo que la resistencia a compresión de la mampostería f_m es del orden de 1 a 1,5 MPa y el módulo de rotura f_r del orden de 0,3 a 0,4 MPa, valores compatibles con los

reportados en algunos estudios publicados de construcciones históricas (Necevska-Cvetanovska, 2008) (Lourenco, 2007) y con las calidades más bajas previstas algunas normativas (ACI, 2002) (INTI, 2005). El conjunto de valores más elevados implica considerar una mampostería con mayor rigidez, el segundo tiene una menor rigidez a esfuerzos longitudinales y transversales y por lo tanto mayores deformaciones ante las cargas. Las simulaciones se realizaron para los dos tipos de mampostería.

Simulaciones realizadas

El modelo computacional generado incluyó los muros perimetrales, del ábside, todos ellos con sus pilastras, los muros de la sacristía y la contra sacristía, las columnas internas, los arcos, las bóvedas y la torre. También se incluyó la tirantería de madera de las cubiertas. El modelo consta de unos 70.000 grados de libertad. La mampostería se modeló con un material isótropo y linealmente elástico y el suelo como resortes lineales ubicados en cada nodo de la malla de los elementos de fundación, cuyo valor surge de multiplicar el coeficiente de balasto calculado para el elemento de fundación (muro, torre, columna, contrafuerte) por el área de influencia del nodo correspondiente. La geometría general se puede ver en la Ilustración 8 y la Ilustración 9.

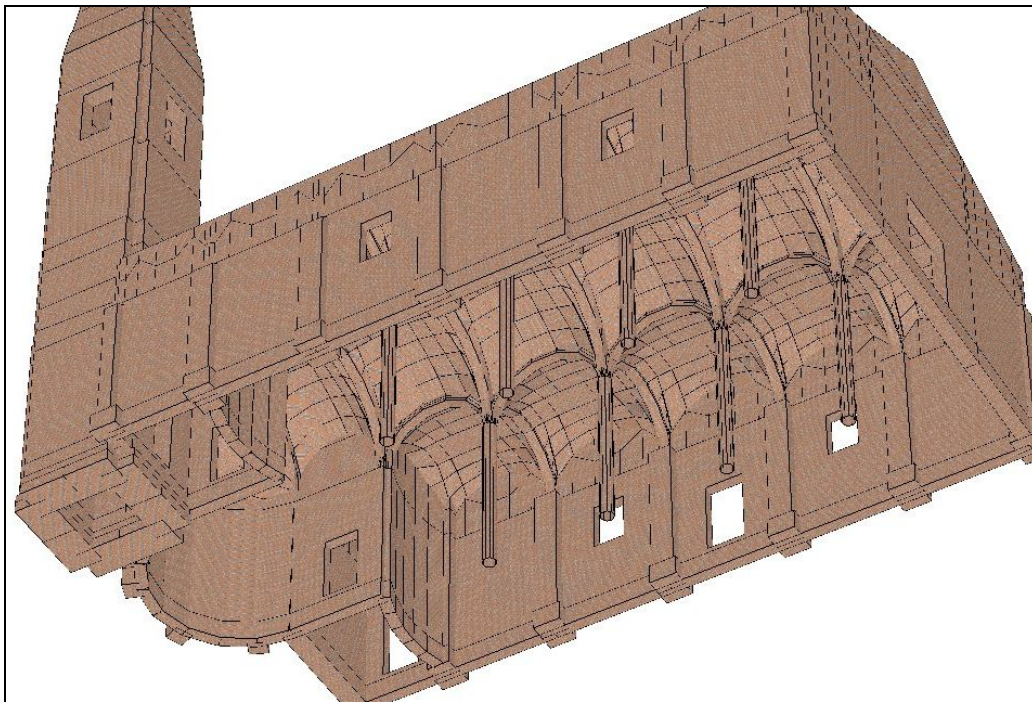


Ilustración 8: Geometría del modelo computacional.

Tras una primera serie de simulaciones se pudo determinar que la tirantería no producía algún efecto apreciable, por lo que se la eliminó de los modelos sucesivos a fin de reducir la carga computacional de la simulación y mejorar la claridad de los resultados. A continuación se empleó el modelo para una nueva serie de simulaciones modificando parámetros y condiciones de contorno. En esta nueva serie se muestra en la Tabla 1.

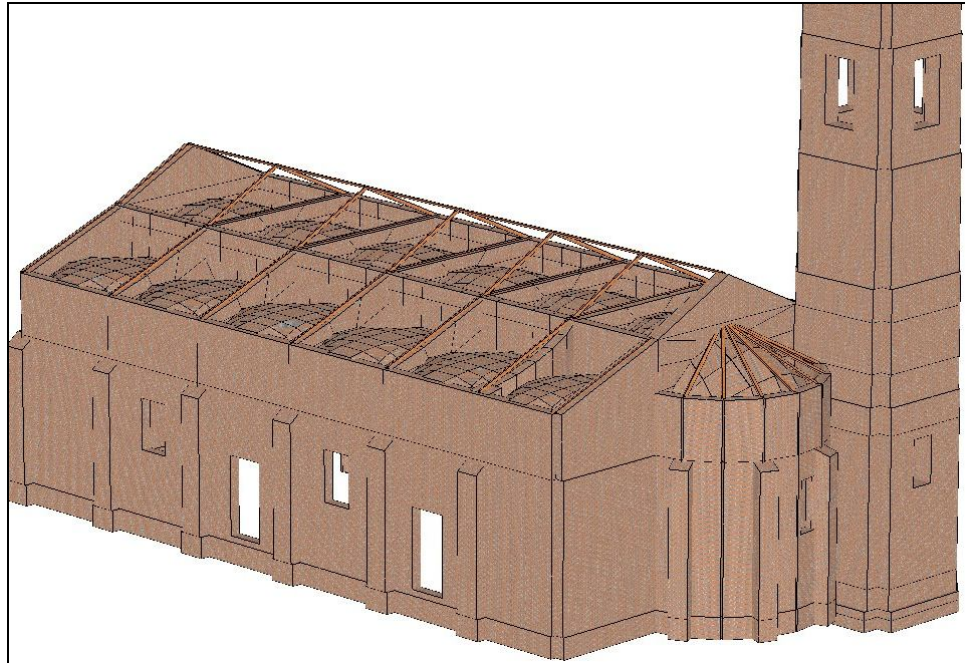


Ilustración 9: Geometría del modelo computacional.

Tabla 1: Modelos analizados.

Modelo	Características del modelo
A	Apoyos rígidos, $E_m = 1000$ MPa, $m = 0,4$
B	Apoyos rígidos, $E_m = 500$ MPa, $m = 0,15$
C	$E_s = 10$ MPa, $E_m = 1000$ MPa, $m = 0,4$
D	$E_s = 10$ MPa, $E_m = 500$ MPa, $m = 0,15$
E	$E_s = 50\%$, $E_m = 1000$ MPa, $m = 0,4$. Se redujo la rigidez del suelo en el sector SO al 50% (torre, muro S adyacente a la torre y lado externo de los contrafuertes) y se quintuplicó en columnas
F	$E_s = 50\%$, $E_m = 500$ MPa, $m = 0,15$. Se redujo la rigidez del suelo en el sector SO al 50% (torre, muro S adyacente a la torre y lado externo de los contrafuertes) y se quintuplicó en columnas
G	$E_s = 50\%$, $E_m = 1000$ MPa, $m = 0,4$. Se redujo la rigidez del suelo en el sector SO al 50% (torre, muro S adyacente a la torre y lado externo de los contrafuertes) y se quintuplicó en columnas. Se introdujeron discontinuidades en donde existen fisuras relevadas o tracciones importantes en el modelo "E"
H	$E_s = 50\%$, $E_m = 500$ MPa, $m = 0,15$. Se redujo la rigidez del suelo en el sector SO al 50% (torre, muro S adyacente a la torre y lado externo de los contrafuertes) y se quintuplicó en columnas. Se introdujeron discontinuidades en donde existen fisuras relevadas o tracciones importantes en el modelo "F"
TA	Recalce bajo muros N y S, micropilotaje bajo torre, $E_m = 500$ MPa, $m = 0,15$, con el agregado de tensores activos en los arranques de los arcos. Se introdujeron discontinuidades como en el modelo "H"
TP	Ídem modelo "TA", con tensores pasivos.

Resultados obtenidos

Modelos A y B: Se impidieron los asentamientos de la cimentación, dejando libre la posibilidad de rotaciones ($T_x = T_y = T_z = 0$). Se pudo apreciar una configuración deformada general de la estructura que es un principio de explicación de las patologías observadas, si bien con los desplazamientos de un orden de magnitud inferior a los registrados en el edificio existente. En la torre se observó un desplazamiento horizontal hacia el SO (componentes $T_x < 0$, $T_z > 0$ en el sistema de coordenadas del modelo). La interpretación de este efecto puede encontrarse en el hecho de que el lado E de la torre se encuentra "montado" sobre el muro de la contra fachada del edificio y parte del lado N está vinculada también al muro del ábside. Por lo tanto, las cargas verticales encuentran en su camino hacia la fundación sectores de mayor rigidez en coincidencia con estos lados, por lo que las tensiones se hacen mayores en las zonas menos rígidas y por lo tanto se produce un acortamiento mayor asociado a estas tensiones. Por lo tanto los muros N y E de la torre se acortan por compresión menos que sus contrapartes en el S y O. Para el modelo A, con mampostería Tipo I, se tienen $T_x \approx -3,7$ mm; $T_z \approx 2$ mm a la cota registrada en el relevamiento. Para el modelo B, mampostería Tipo II, se tienen $T_x \approx -3,8$ mm; $T_z \approx 2$ mm.

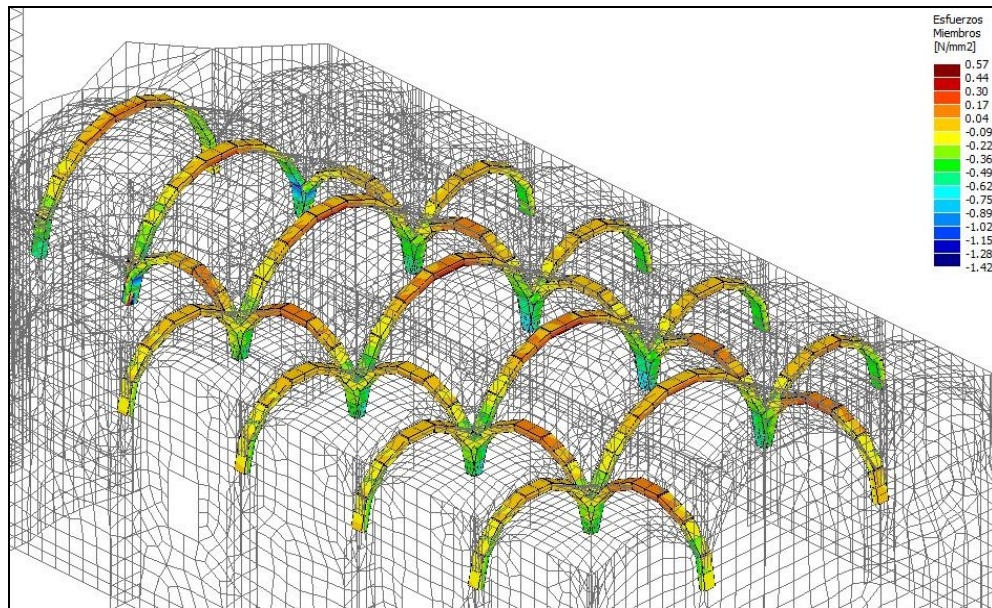


Ilustración 10: Modelo A – Tensiones en arcos.

Estos valores, si bien son mucho menores que los registrados, indican una tendencia de comportamiento de la estructura en función de la distribución de sus rigideces, independientemente del comportamiento del suelo de fundación. En los muros laterales y en la fachada se puede apreciar el efecto del sistema de arcos y bóvedas, cuyos empujes en los extremos provocan desplazamientos horizontales de los contrafuertes y las paredes hacia afuera, en la dirección de los desplomes observados. En los arcos de la nave central se observa la separación de sus arranques, al ser mayor el empuje de estos que los de las naves laterales. Debe recordarse que la resistencia a los empujes de los arcos está confiada a los contrafuertes de los muros, al no haber tensores que unan los arranques. Para el modelo A se tiene $T_z \approx 3,2$ mm en promedio en la pared S, a 4,7 m de altura sobre nivel de

piso; mientras que para la pared N se tiene $T_z \approx -2,6$ mm. Para el modelo B se tienen $T_z \approx 3,5$ mm y $T_z \approx -2,9$ mm, respectivamente. Nuevamente, estos valores si bien son menores que los registrados, evidencian el modo de comportamiento de la estructura independientemente del suelo. Las ilustraciones 10 a 13 muestran las tensiones de tracción que comienzan a evidenciarse en las claves de los arcos, así como sectores traccionados en las bóvedas. Las figuras de las deformadas (la escala está exagerada) son elocuentes del modo de deformación de la estructura.

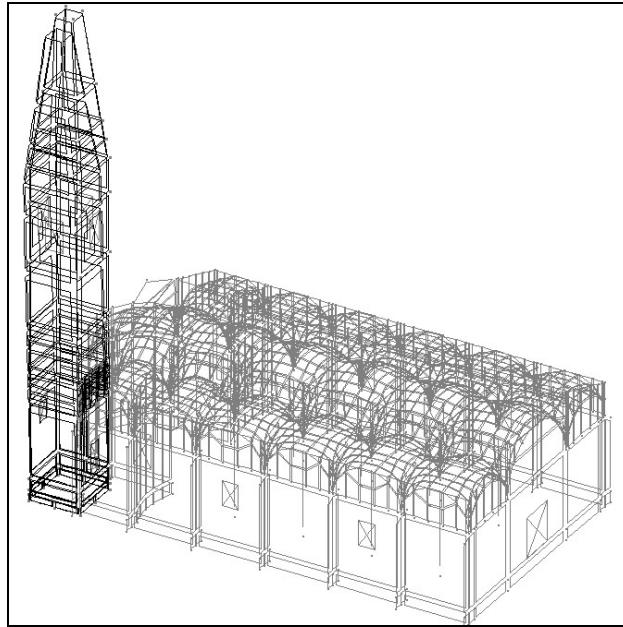


Ilustración 11: Modelo B – Deformada de la torre.

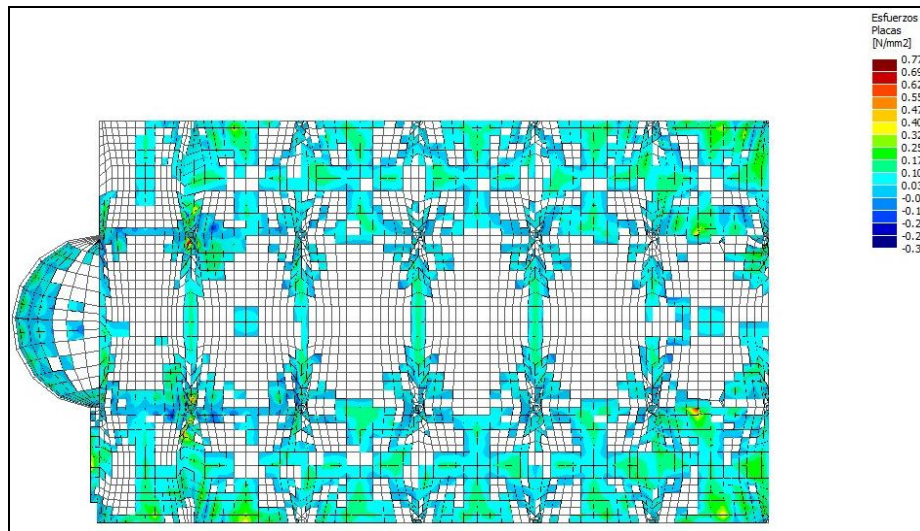


Ilustración 12: Modelo A – Zonas de cúpulas con tensión principal máxima de tracción.

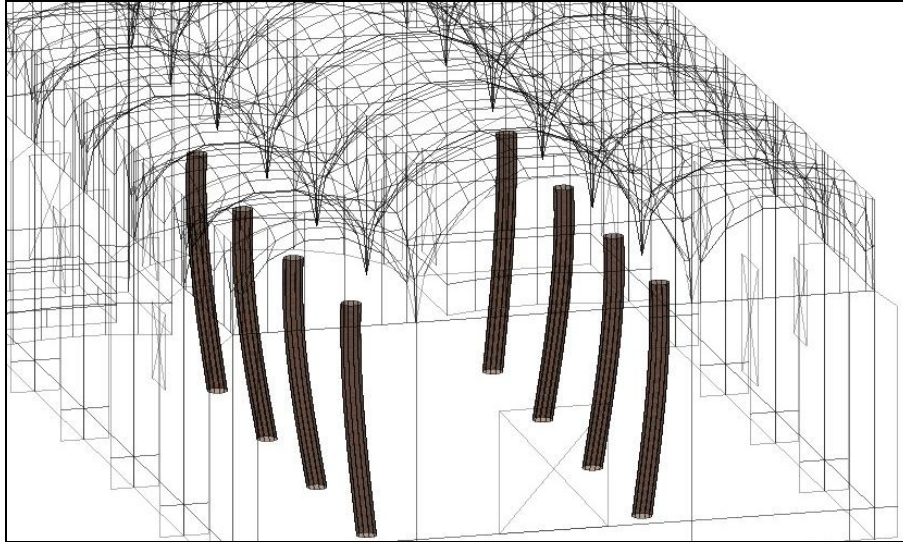


Ilustración 13: Modelo B – Deformada de las columnas.

Modelos C y D: Se simuló la construcción apoyada elásticamente en un suelo uniforme con $E_s = 10$ MPa. En este caso se observó una acentuación de la tendencia al desplazamiento horizontal de la torre en dirección SO, ya notada en los modelos A y B. Para el modelo C se obtuvo $T_x \approx -3,4$ cm; $T_z \approx 1,8$ cm; en tanto que para el modelo D, se tienen $T_x \approx -4,2$ cm; $T_z \approx 2,1$ cm. Puede verse que los desplazamientos horizontales aumentaron un orden de magnitud con respecto a los que se obtienen con apoyos rígidos. Para los muros laterales en el modelo C se tiene $T_z \approx 0,9$ cm y $T_z \approx -0,13$ cm, en las paredes S y N respectivamente, mientras que en el modelo D se tiene $T_z \approx 1,1$ cm y $T_z \approx 0$ cm.

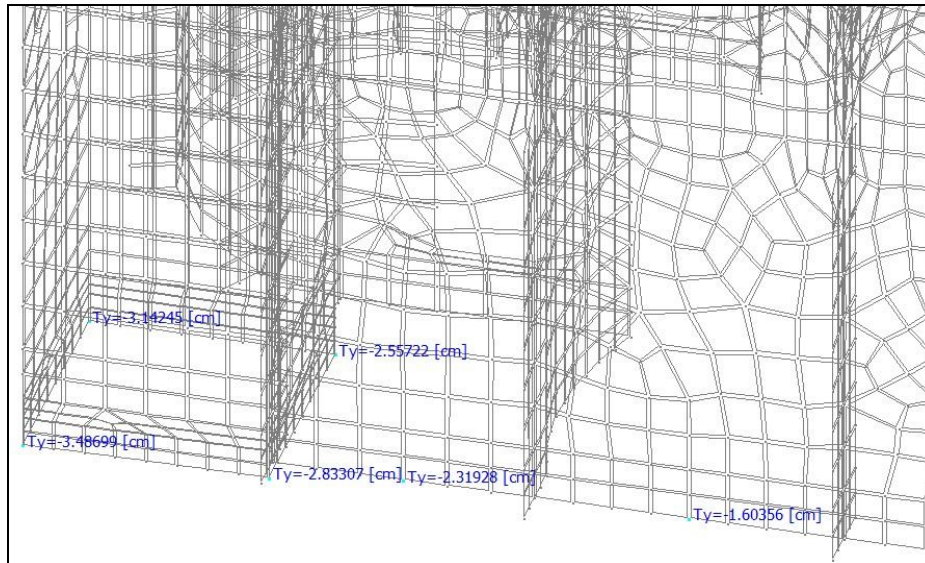


Ilustración 14: Modelo C – Asentamientos en la torre y muro S

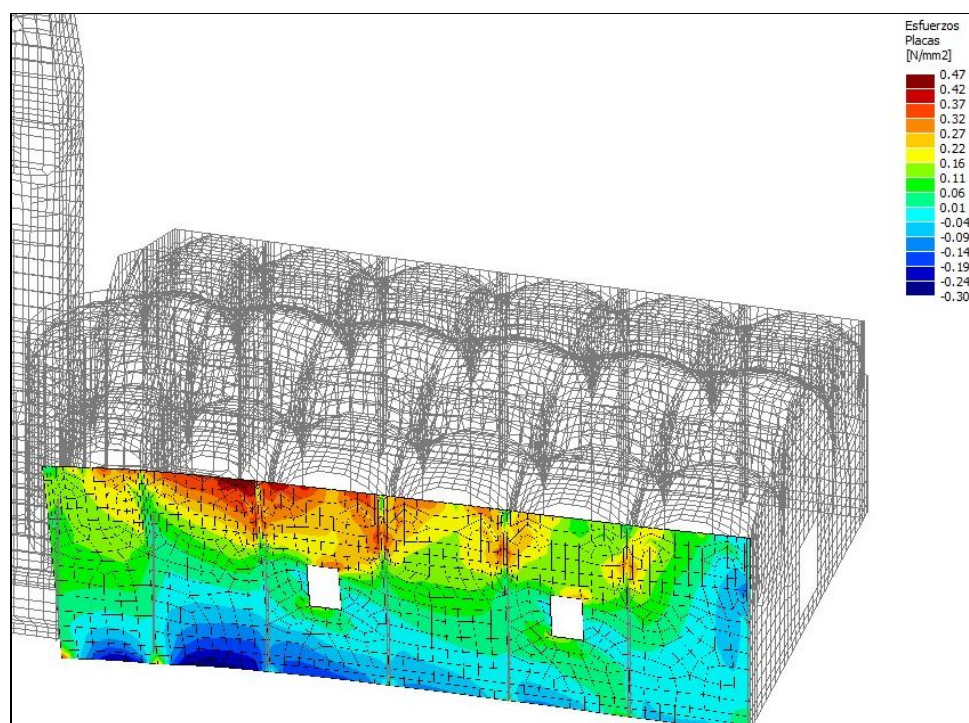


Ilustración 15: Modelo D – Tensiones y deformada muro S.

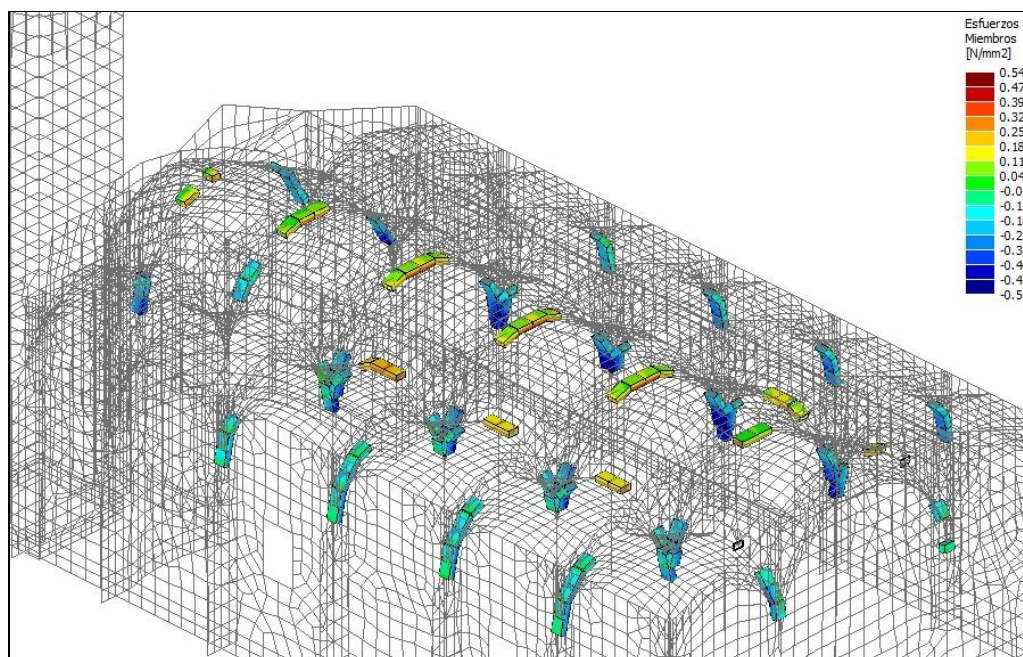


Ilustración 16: Modelo D – Tensiones de tracción en arcos.

Los resultados obtenidos con estos modelos indican desplazamientos horizontales del muro S que se aproximan más a los registrados en la construcción, a la vez que se puede observar una zona de tensiones de tracción elevadas en torno a donde existe una fisura importante en el muro S, que se aproximan o superan el módulo de rotura estimado para la mampostería. Los desplazamientos horizontales T_x en el muro S son también importantes, de magnitud comparable con los T_z , que son consistentes con los observados en el edificio. Los descensos calculados en el muro S son también comparables con los observados *in-situ*. Por otra parte, en el muro N se observa una reducción de los desplazamientos horizontales con respecto a los modelos de apoyos rígidos. Esto es debido al arrastre producido por los desplazamientos en la torre y el muro S, los cuales se transmiten por tracciones que aparecen en las bóvedas y arcos del modelo. Debe recordarse que la ley constitutiva del material empleada es idealmente elástica, por lo que en el modelo el material admite esfuerzos ilimitados.

Modelos E y F: Para ambos tipos de mampostería se simuló la construcción apoyada elásticamente en un suelo con $E_s = 10$ MPa pero reduciendo en un 50% este valor en la zona exterior de la torre, en los tramos adyacentes a ésta en el muro S y en el exterior de los contrafuertes, para representar un hipotético ablandamiento del suelo debido a un aumento de la humedad, por ejemplo. En las columnas se quintuplicó el valor del módulo de elasticidad del suelo, suponiendo un fenómeno opuesto al ocurrido en las inmediaciones de la torre. El desplazamiento horizontal de la torre continuó aumentando, para el modelo E se obtuvo $T_x \approx -4,9$ cm; $T_z \approx 4,4$ cm; en tanto que para el modelo F, se tienen $T_x \approx -6,4$ cm; $T_z \approx 5,6$ cm. Puede verse que los desplazamientos horizontales aumentaron un orden de magnitud con respecto a los que se obtienen con apoyos rígidos. Para los muros laterales en el modelo E se tiene $T_z \approx 1,0$ cm y $T_z \approx 0,6$ cm, en las paredes S y N respectivamente, mientras que en el modelo F se tiene $T_z \approx 1,3$ cm y $T_z \approx 0,7$ cm, respectivamente. El arrastre provocado sobre el muro N se acentuó, siendo válido el comentario al respecto hecho en el punto anterior. Para el modelo E, los descensos en los tramos de muros N, S, E entre contrafuertes son en promedio de 0,9 cm.

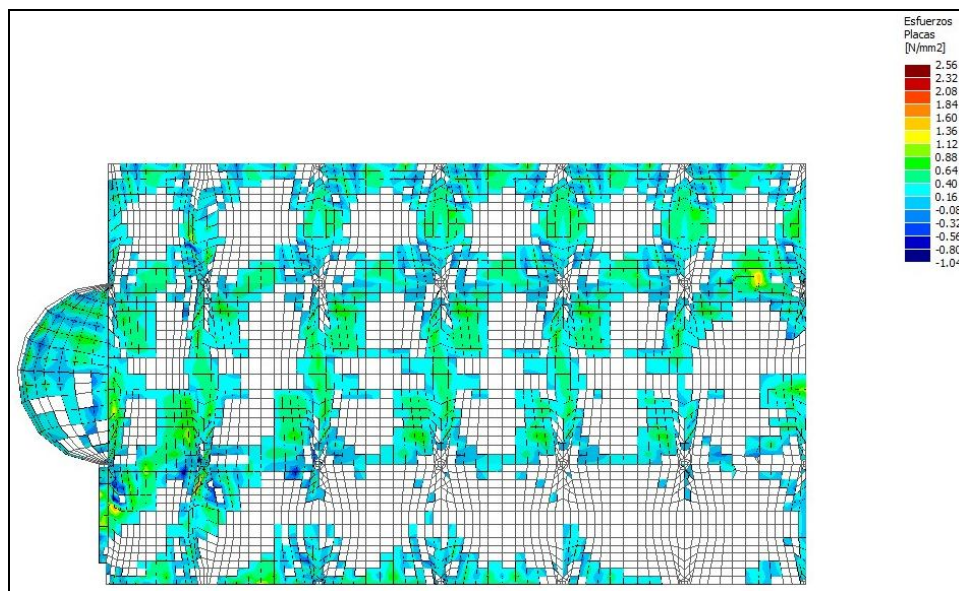


Ilustración 17: Modelo E – Zonas de bóvedas con tensión principal máxima de tracción superior a f_r .

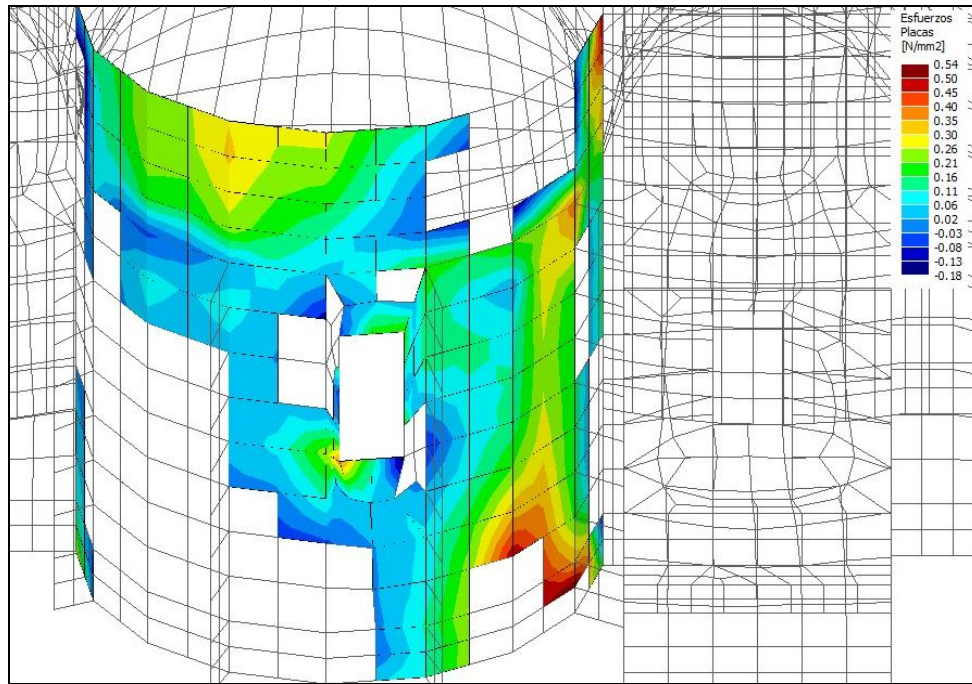


Ilustración 18: Modelo E – Zonas del ábside con tensión principal de tracción mayor que f_r .

Modelos G y H: Las condiciones de apoyo de estos modelos son semejantes a los modelos E y F, a los cuales además se le produjeron discontinuidades en coincidencia con las fisuras relevadas más importantes, las cuales como se mostró en los puntos anteriores tienen una buena aproximación con las zonas de elevadas tracciones calculadas en los distintos modelos. Pudo observarse que luego de la corrida del modelo las discontinuidades introducidas aumentaron su apertura, se relajaban las tensiones de tracción elevadas que habían aparecido en los modelos sin discontinuidad y también aparecían nuevas tracciones importantes en zonas en las que se observaron fisuras más recientes en la visita que se realizó a la obra, por ejemplo una fisura vertical que parte del antepecho de la ventana SO hacia el piso y otra similar, de menores dimensiones, que parte del antepecho de la ventana del ábside, por ahora visible desde el interior. Los desplazamientos horizontales de la torre en estos modelos "fisurados" se incrementaron con respecto a los calculados con los modelos continuos, para el modelo H se obtuvo $T_x \approx -8,9$ cm; $T_z \approx 5,8$ cm; también el desplome y asentamiento del muro S en inmediaciones de la torre aumentaron, siendo en promedio el desplome del muro S de $T_z \approx 1,8$ cm. Para el muro N el desplazamiento horizontal normal al mismo es $T_z \approx 0,6$ cm, con lo que el arrastre sufrido por este se redujo algo con respecto a los modelos continuos, aunque no se revertió totalmente dado que las discontinuidades introducidas no cortan totalmente el modelo en sentido longitudinal y el material restante continua transmitiendo tracciones, dada su ley constitutiva. A fin de no transformar al modelo en franjas de estructuras independientes, no se provocó una discontinuidad total en sentido longitudinal. Los descensos de los muros S, E y N en los tramos entre contrafuertes, exceptuando la zona más afectada por la torre, son en promedio de 0,8 cm.

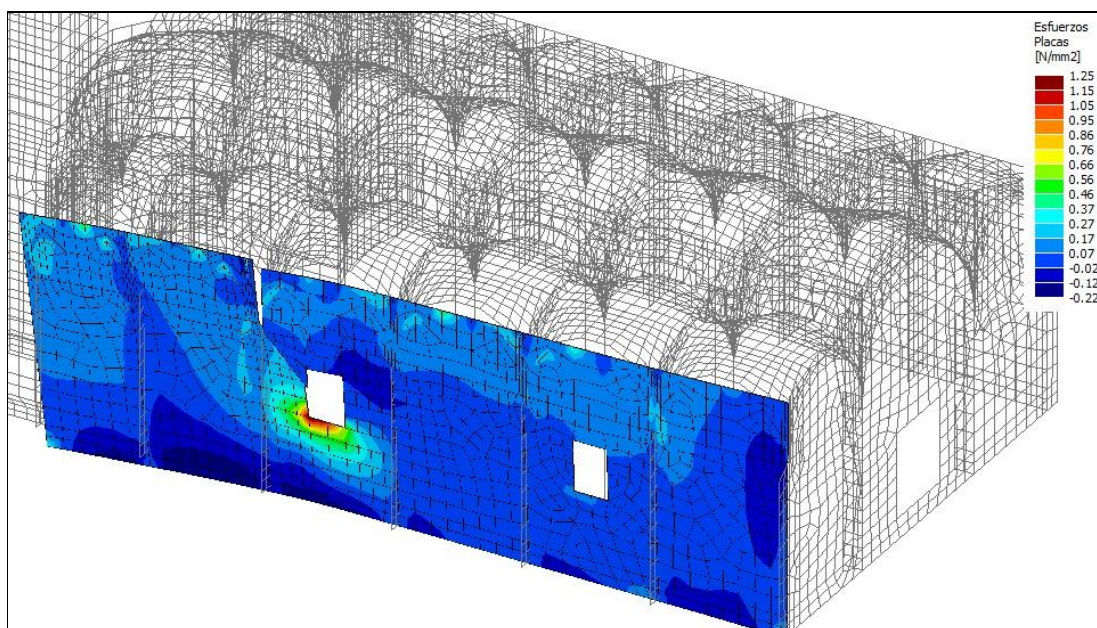


Ilustración 19: Modelo H – Deformada y tensiones muro S.

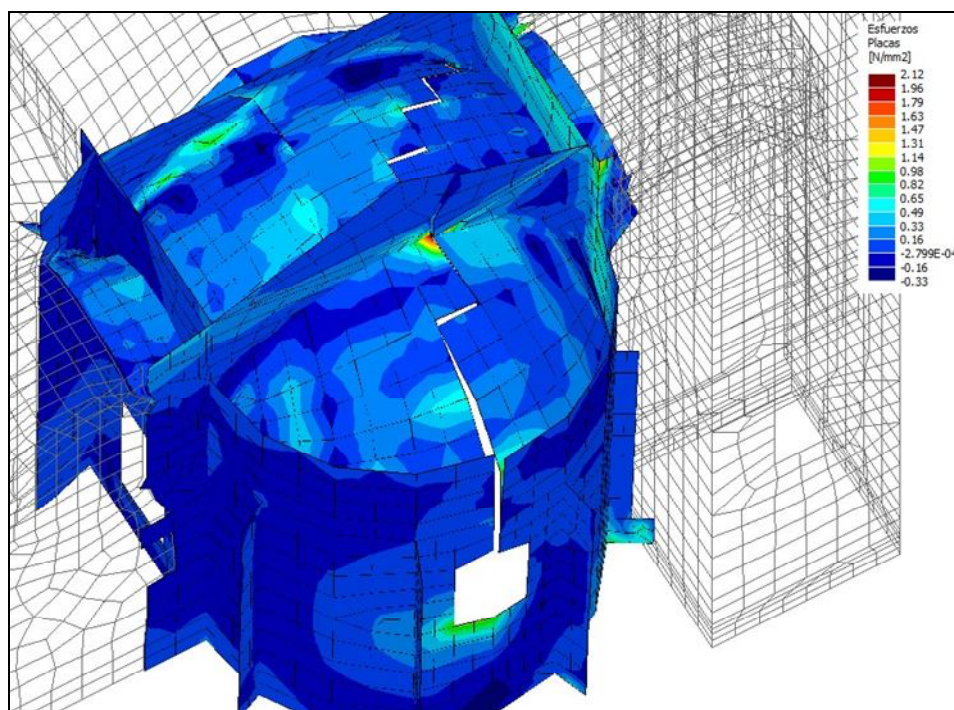


Ilustración 20: Modelo H – Deformada y tensiones ábside.

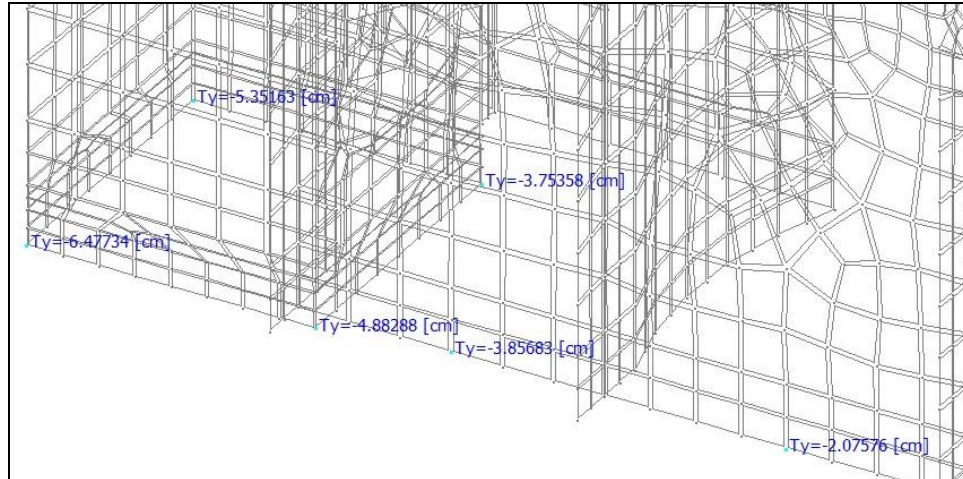


Ilustración 21: Modelo H – Asentamientos en la torre y muro S.

Modelos TA y TP: En estos modelos se buscó simular el comportamiento de la estructura con intervenciones. En particular, se representó el efecto del recalce y ensanche del cimiento en los muros N y S, modificando proporcionalmente al área de la nueva fundación los valores del coeficiente de balasto o módulo de reacción de la sub-rasante K_v y por lo tanto los resortes aplicados al modelo. También se representó un refuerzo de la fundación de la torre mediante un micropilotaje, lo que se hizo multiplicando por cien el valor de los resortes en los nodos correspondientes. Finalmente se agregaron tensores en los arranques de los arcos, representados por elementos tipo barra de Ø3/4" de acero SAE 1045, $f_y = 310$ MPa. Estos tensores fueron considerados como pasivos en el modelo TP y activos, con un pre-esfuerzo de $0,55 f_y$, para considerar cierta pérdida del esfuerzo inicial. En el modelo TP, los tensores ubicados sobre el altar se encuentran ligeramente comprimidos ($N=5,2$ KN), los tensores de los arcos de la nave central alcanzan una tracción máxima de 25,5 KN. Los de las naves laterales alcanzan una tracción máxima de 15,6 KN, mientras que los tensores ubicados paralelos al eje longitudinal de la nave alcanzan una tracción máxima de 12,9 KN. El tramo más cercano a la torre se encuentra ligeramente comprimido.

En el modelo TA, con los tensores pre-esforzados, todas las barras están traccionadas, con un máximo 49,9 KN y un mínimo de 26 KN. El efecto del pre-esfuerzo en los tensores se hace evidente en la deformada de las columnas en uno y otro caso y en los desplazamientos horizontales de los arranques de los arcos y los muros solidarios con ellos. En el modelo TA los capiteles de las columnas prácticamente no se desplazan horizontalmente, produciendo una separación de los arranques de los arcos de la nave principal del orden de 2,2 mm. Los desplomes de los muros son también reducidos ($T_z \approx 0,1$ cm), siendo en el modelo TP alrededor del doble que en el TA. El desplazamiento horizontal de la torre es muy reducido, para el modelo TA se obtuvo $T_x \approx 0,35$ cm; $T_z \approx 0,23$ cm; en tanto que para el modelo TP, se tienen $T_x \approx T_z \approx 0,28$ cm. Las fisuras en el ábside y sobre la ventana del muro S no presentan la tendencia a abrirse como en los modelos anteriores.

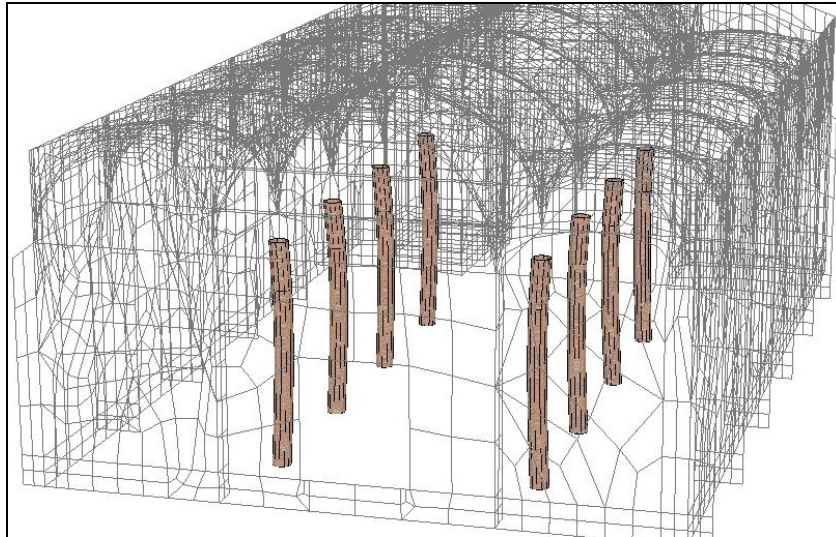


Ilustración 22: Modelo TA – Deformada columnas.

CONCLUSIONES

Sobre la base de las simulaciones realizadas se pueden extraer algunas conclusiones. En primer lugar, el sistema de arcos y bóvedas provoca empujes horizontales y desplazamientos de los muros y contrafuertes hacia el paramento exterior, independientemente del suelo de fundación, si bien las tensiones que provocan en los muros cerca del arranque de los arcos están ligeramente por debajo del módulo de rotura de la mampostería. Debe recordarse que en su configuración original la Parroquia no tiene tensores.

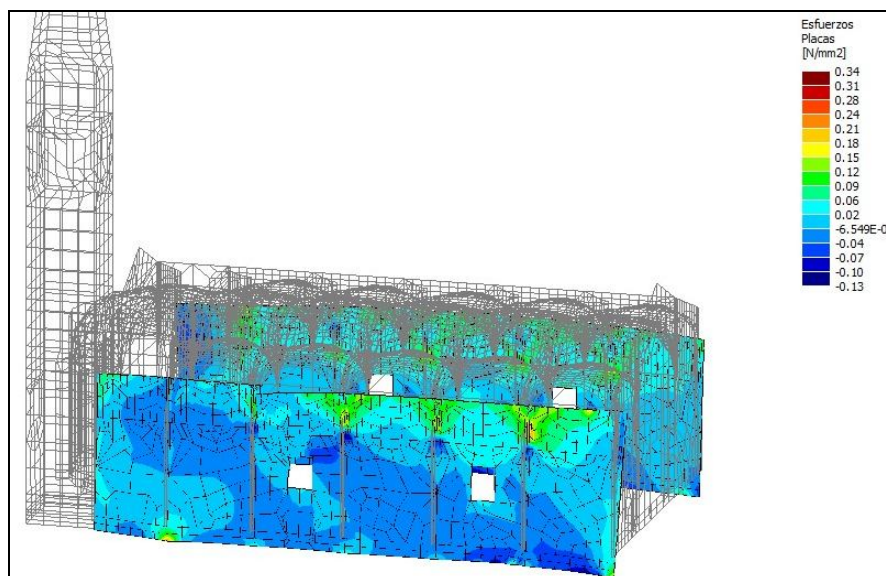


Ilustración 23: Modelo TA - Tensiones y deformada de muros S y N

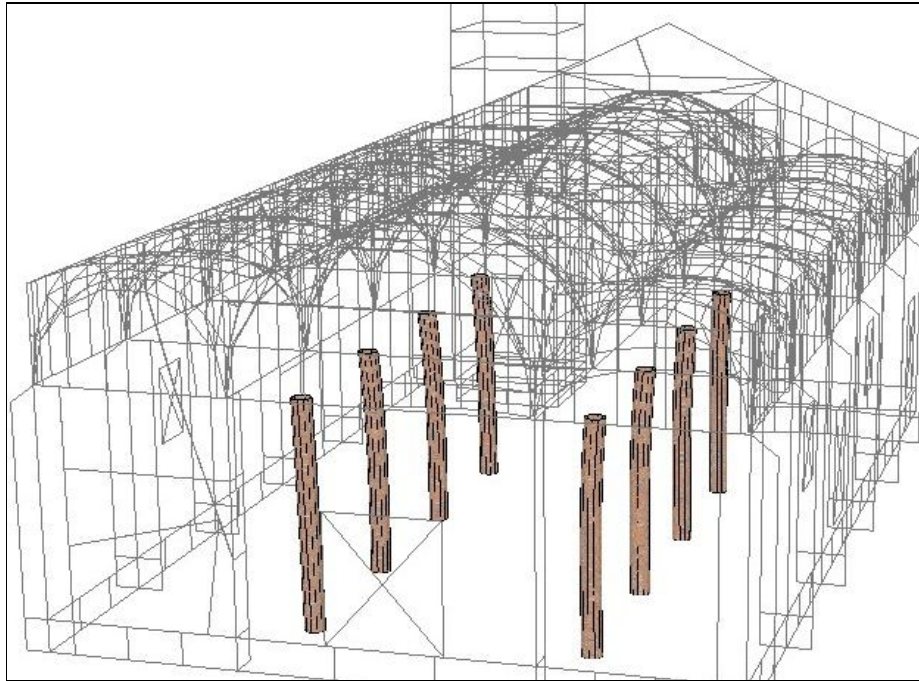


Ilustración 24: Modelo TP – Deformada columnas.

En segundo lugar, la torre presenta un desplazamiento horizontal en la dirección que se observa aún en el caso de apoyo rígido. La magnitud de estos desplazamientos depende del comportamiento del suelo, ya que aumentaron en los modelos en los cuales se consideró la elasticidad del suelo uniforme y más aún cuando se redujo el E_s en forma despareja. La fisuración de los muros en los modelos provocó también un aumento de este desplazamiento en la misma dirección.

En tercer lugar, puede decirse que los lugares donde se relevaron fisuras en el edificio coinciden con buena aproximación con las zonas donde se obtienen tensiones de tracción importantes en los distintos modelos. Estas tensiones de tracción comienzan a aparecer ya en los casos de apoyo rígido, notándose incluso sectores donde las dos tensiones principales son de tracción, como por ejemplo en la bóveda del ábside, que es donde existe una de las fisuras más grandes en el edificio. En los arcos aparecen tensiones de tracción especialmente en las claves de los mismos, muchas de las cuales se encuentran fisuradas en la realidad. Las bóvedas de las naves laterales, que son las que presentan un patrón de fisuración más extendido, aparecen en los modelos con extensas zonas traccionadas, inclusive en el caso de apoyos rígidos, lo que induce a pensar en una deficiente absorción de los empujes horizontales de la forma curva.

En cuarto lugar, la introducción de discontinuidades para representar a las fisuras existentes mostró zonas de concentración de tensiones de tracción que predijeron razonablemente las fisuras más recientes que se observaron en la visita realizada.

En quinto término, los asentamientos calculados con los modelos con apoyos elásticos se aproximan bastante a los relevados oportunamente.

Por último, las diferencias en el desplazamiento horizontal del muro N son debidas a las características de la ley constitutiva del material empleada. Al resistir éstas tracciones ilimitadas, el fenómeno originado en la torre ejerce una mayor influencia sobre el muro N que en la realidad.

Debe señalarse que persisten diferencias cuantitativas en los desplazamientos horizontales y asentamientos que probablemente se puedan atribuir a efectos reológicos, ya que la consolidación del suelo no fue simulada, ni tampoco la eventual fluencia lenta de la mampostería, que bien podrían tener magnitudes que expliquen las diferencias.

Con respecto a la simulación de la estructura con recalce de cimientos de muros N y S, refuerzo de la fundación de la torre con micropilotes y colocación de tensores en los arcos, se observó que se contrarrestan los desplazamientos asociados a las patologías vistas. El desplome de la torre es casi inexistente, casi dos órdenes de magnitud inferior en comparación con los escenarios simulados sin refuerzos, e inclusive el desplazamiento es de signo contrario. En los muros también los desplazamientos son un orden de magnitud inferior a los casos sin refuerzo, siendo menores como es de esperar en el caso de tensores activos. Las tensiones calculadas en la mampostería son también inferiores, incluso por debajo de f_r , salvo algunos sectores puntuales de concentración.

Se pueden resumir entonces las causas de las patologías en un planteo estructural inadecuado para resistir los empujes del sistema de arcos (falta de tensores o contrafuertes insuficientes, dimensiones insuficientes de los cimientos, elementos muy disímiles (torre y naves) unidos sin juntas que posibiliten desplazamientos, efecto de la infiltración de agua en las fundaciones.

AGRADECIMIENTOS

Al Arq. Facundo Berra, que facilitó varias de las fotografías que se presentan.

REFERENCIAS

- ACI. (1993). *ACI 336.2R-88 Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats*. ACI.
- ACI. (2002). *ACI 530-02 Building Code Requirements for Masonry Structures*. ACI.
- INTI. (2005). *CIRSOC 501 Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Mampostería*. Buenos Aires: INTI.
- INTI. (1991). *Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I*. Buenos Aires: INTI.
- Lourenco, P. K. (2007). Failure analysis of Monastery of Jeroónimos, Lisbon: How to learn from sophisticated numerical models. *Engineering Failure Analysis* 14 , 280-300.
- Necevskaja-Cvetanovska, G. A. (2008). Consolidation, rebuilding and strengthening of St. Clement's church, St. Panteleymon, Plaoshnik, Ohrid. *Engineering Structures* 30 , 2185-2193.